

# 動態作用下之邊坡滑移與破壞分析

## Analysis of Displacement and Failure of Slopes under Seismic Loading

計畫編號：NSC91-2211-E-002-051

執行期間：91年8月1日至92年7月31日

計畫主持人：林美聆 臺灣大學土木系教授

### 一、摘要

前人分析邊坡受震的各種方法中，滑動塊體法簡便又可反應出邊坡受震行為，更可應用於大區域邊坡受震穩定性的評估，但此法在分析上仍有一些缺點，本研究改善這些缺點，發展一套以滑動塊體法為主體的分析方法。本文對兩種類之邊坡探討，第一類為自然邊坡或山區道路兩旁之邊坡；第二類為壩體邊坡，其放大效應較一般邊坡嚴重，且經濟性及重要性亦遠高於一般邊坡，因此需要更為仔細之分析。

本研究針對第一類型之邊坡簡化成均質簡單邊坡，推求滑動塊體法下對數螺線破壞面邊坡受震位移量。此外利用 FLAC 數值分析並比較破壞面及位移量，藉此評估滑動塊體分析模式的適用性及適用範圍，發現在坡趾破壞及坡度小於 60 度時，模式之結果與數值分析接近。本研究篩選 921 集集大地震現地崩坍案例加以分析，並由分析結果建議導致邊坡受震崩毀之位移量為 10 公分。

而第二類之壩體邊坡可簡化成梯形柱狀，本研究針對壩體邊坡受震加速度放大效應顯著之現象，由 Mononobe(1936)之剪力樑法考慮壩體材料之非均質及非線性材料特性、壩體幾何形狀、及地震波之間的相互作用，預測壩體受震時之加速度，並以壩體破壞面內平均加速度為滑動塊體法之輸入加速度，由此計算受震位移量以考慮加速度放大效應之影響。最後本研究並以鯉魚潭土石壩在 921 集集大地震所監測之現地資料來驗證模式之適用性及評估土石壩受震之安全性。

關鍵字：滑動塊體法、對數螺線破壞面、  
剪力樑法、放大效應

### ABSTRACT

Among the various methods used to analyze the seismic slope stability, sliding block analysis is a simple and convenient way

that not only describes the behaviors of seismic slopes but also can be used to evaluate seismic slope stability in large regions. The purpose of this research is to modify this method and to be more appropriate for analyzing seismic slope stability. Two types of slopes were discussed in this study: 1) natural slopes and man-made slopes along roads and, 2) earth dam slopes of which the amplification effect is more significant.

The first type of slopes is simplified into simple-slopes with uniform soil properties and its displacement under seismic loading with log-spiral failure surfaces based on the sliding block analysis was derived. The FLAC was used for numerical analysis to simulate seismic slope behaviors and comparisons of the results. The resulting failure surfaces and displacements were compared with those from the sliding block analysis to evaluate the suitability of sliding block analysis. It was found that the failure surfaces were very similar when failure surface is limited to toe failure. Accordingly, the proper range for sliding-block analysis is proposed with slope angle smaller than  $60^{\circ}$ . The displacement calculated by sliding-block behavior is fairly consistent to that of numerical analysis. Data from the 921 Earthquake were used for verification and a critical displacement of 10 cm was suggested.

The second type of slopes, earth dam slopes, is simplified as shear beam with trapezoidal shape for consideration of the amplification effect. This model incorporated the nonlinear and non-homogenous soil properties, the geometry of earth dams, and properties of seismic waves. The weighted average acceleration of the slope was obtained and combined with the sliding-block analysis. Finally, this model was verified using the data collected from Liyutan earth dam during 921 Earthquake and its performance was evaluated.

Key words: sliding block analysis, log-spiral

failure surfaces, shear beam method, site amplification effect.

## 二、計畫緣由與目的

台灣平地面積有限，山坡地的開發與利用相當頻繁，且台灣位於環太平洋地震帶上，因此邊坡受震穩定分析是相當重要的一門課題。以往各國發生大地震時，因地震引起邊坡崩塌導致生命或是經濟財產上的損失，往往在各種地震引起的災害中名列前茅。921 集集大地震因山崩所產生的崩毀面積達全國總面積的 0.3%(行政院農委會,2000)，所造成直接與間接的損失，更是相當慘重，因此對邊坡受震行為以及安全性評估實有進一步討論的必要

## 三、文獻探討

以往對於邊坡受震分析的方法可分成下列三大類，以下簡介各法：

### 1. 擬靜態法

此法將地震力簡化成等值擬靜態力，再以傳統靜力之極限平衡法，或其它如變分法、極限分析法直接進行分析，這些方法不考慮土壤變形，而通常都可以得出安全係數以供工程設計參考。此類方法計有 Terzaghi(1950) 首先提出之極限平衡法，Castillo & Revilla(1982)、吳賴雲(1980)之變分法，Chen & Snitbhan(1975)之極限分析法。但此法將複雜的地震力簡化為一定慣性力分析，顯然會與實際邊坡受震有所差異。

### 2. 滑動塊體法

Newmark(1965)首先提出此法，簡化材料為完全剛塑性求出降伏加速度，亦即恰巧使邊坡滑動所需的地震加速度值。假設滑動土體為剛體並以真實地震紀錄分析，利用超過降伏加速度的地震加速度求出邊坡之受震位移量。

此法以真實地震紀錄做分析，因此會比擬靜態法採用等值擬靜態力分析更合理，在邊坡受震安全性的評估方面，不像擬靜態法以安全係數，而是以永久位移量判斷邊坡受震安全。但此法坡體簡化為剛體不甚合理。

## 3. 考慮坡體動態反應之分析方法

能用來考慮邊坡動態反應的方法大致介紹有：1. 數值分析法，如：有限元素法或有限差分法(Clough & Copora,1966)；2. 剪力樑法(Mononobe,1936;陳俶季等人,1995)。剪力樑法是用在分析壩體邊坡，將原本的二維分析簡化成一維，可快速計算壩體內之加速度，此法多被用來評估擬靜態法之擬地震加速度。

在前人分析邊坡受震的分析法中，滑動塊體法簡便又可適當反應出邊坡受震行為，本研究將以此法為主體並改善剛體假設之缺點，並藉由此法推求對數螺線破壞面之位移量，使邊坡受震分析更加完善。

## 四、研究方法與成果

### 4.1. 邊坡受震分析模型之建立

本研究考慮水平地震力，推導滑動塊體分析法以對數螺線破壞面來分析邊坡受震位移量，建立均質簡單邊坡受震分析模型。

推導中設邊坡為均質簡單邊坡狀，且土壤之應力應變行為遵守完全剛塑性，推導模型之示意圖如圖 1，分成兩部分進行如下：

#### 1. 邊坡受震破壞面及降伏加速度之求取

設土壤的凝聚力及摩擦角完全發揮，求出破壞面上土壤強度所提供的抵抗力矩，此抵抗力矩需與邊坡破壞面內之重量及水平地震力所造成之傾覆力矩相同，如此可求得水平加速度係數  $k_h = f(H, \alpha, c, \gamma, \phi, \theta_0, \theta_t)$ 。其中：H 為坡高， $\alpha$  為坡角，c 為凝聚力， $\gamma$  為土壤單位重， $\phi$  為土壤摩擦角， $\theta_0$ 、 $\theta_t$  為與破壞面有關之參數。由於  $H, \alpha, c, \gamma, \phi$  為已知參數，只有  $\theta_0$ 、 $\theta_t$  為與破壞面有關之未知數，故改變此兩未知數使  $k_h$  最小，此即為邊坡的降伏加速度係數  $k_{hy}$ ，而此時所對應的  $\theta_0$ 、 $\theta_t$  則可決定出最臨界的破壞面。

#### 2. 滑動塊體法之滑移方程式推導

利用臨界狀態之平衡方程式及滑動狀態之運動方程式，由兩式相減則可推得滑移方程式，依此式積分即可求得滑動土體對螺心

的旋轉角，依旋轉角及幾何關係可求得坡內任一位置之位移量，而其中以坡趾位移量最大，故本研究以此評估邊坡受震安全性。

#### 4.2. 滑動塊體法於邊坡受震適用性之探討

本研究利用 FLAC 進行數值分析來與上述模式比較，以了解滑動塊體法之適用性。以數值分析軟體分析邊坡受震最重要的分析結果有二：即邊坡受震之破壞面及位移量。首先比較兩者之破壞面，其中數值分析方法之破壞面由最大剪應變值域來決定，而最大剪應變值即每一元素莫耳圓上剪應變所對應之最大值，將數值分析法求得邊坡受一地震作用後，最大剪應變值域及其所決定的破壞面，如圖 2 所示，此一破壞面即為邊坡受震滑動面。

經由比較發現當滑動塊體法分析產生坡底破壞時，破壞面與數值分析法決定的破壞面差異頗大，即滑動塊體法適用的破壞面型式應為坡趾破壞。此外由分析發現數值分析法中，頻率及振幅對於邊坡受震破壞面並無影響，滑動塊體法破壞面亦不受地震力影響，而擬靜態法則會受地震力影響，故以滑動塊體法較合理。本研究並由  $k_{hy}$ 、 $\alpha$ 、 $\phi$  將滑動塊體法適用的範圍決定出來，如圖 3。在圖 3 斜線下方的部分才為滑動塊體法的適用範圍。

最後，在此範圍內比較兩法之坡趾位移量。定義位移比值為：數值分析法之坡趾位移量除以滑動塊體法之坡趾位移量，當比值接近 1 代表兩者結果接近。由比較中發現，在坡度大於 60 度時，由於崩落效應會導致位移比值甚大於 1，如圖 4 所示，此乃因滑動塊體法無法考慮崩落之機制，因此需以坡度小於 60 度為滑動塊體法之適用範圍。

再對坡度小於 60 度及適用範圍內的邊坡，以位移比值與  $k_{hy}/k_{hmax}$  作圖如圖 5 所示，其中  $k_{hmax}$  為地震最大加速度係數，由圖可發現當  $k_{hy}/k_{hmax}$  越大位移比值越大，這是因為數值方法可反應加速度放大效應及彈塑性耗能效應，而滑動塊體法因剛體假設無法反應此效應所導致。但由圖 5 中可發現當  $k_{hy}/k_{hmax}$  小於 0.5 時，滑動塊體法與數值分析法之結果頗接近。

#### 4.3. 邊坡受震現地案例探討

本研究由集集大地震收集之現地資料，以滑動塊體法分析邊坡受震之位移量。以往

導致邊坡崩坍的臨界位移量，多由實驗室求得土壤到達殘餘強度所需之剪動位移約 5~10 公分來建議之 (Jibson, 1985 ; Keefer et al., 1989)，但並未經過現地案例之証實。因此，本研究由集集大地震中部山區之邊坡受震崩坍案例反算受震位移量，以決定引發邊坡受震崩毀的臨界位移量。

本研究所蒐集之崩坍案例包含以下二類：衛星影像及航空照片判釋之崩坍案例，以及 921 現地調查崩坍資料，首先收集研究區域的資料，包括土壤力學性質、DTM 之資料、地震加速度紀錄。對於兩類資料分別篩選可供分析之案例，再以地理資訊系統(GIS)進行空間分析，將蒐集的資料彙整建立資料庫，並由 ARCVIEW 決定出邊坡受震分析所需之參數包括：土壤凝聚力、土壤摩擦角、土壤之總單位重、邊坡之坡高、邊坡之坡角、坡向等因素，並根據坡向將收集到的地震加速度紀錄投影至此方向上。再由這些資料對於各邊坡受震加以分析，以決定坡趾之位移量。

分析中發現當邊坡規模較大時， $H$  較大使  $c/\gamma H$  較小，坡度較為平緩多小於 40 度，適合滑動塊體法分析。將崩坍案例之坡趾位移量對  $k_{hy}/k_{hmax}$  作圖，如圖 6 所示，由圖 6 可發現崩坍案例多落在  $k_{hy}/k_{hmax}$  小於 0.5 及位移量小於 10 公分之範圍內，因此建議 10 公分為引致邊坡受震崩坍之位移量。

另由前人建議的滑動反應譜上界，可保守地推得  $k_{hy}/k_{hmax}$  等於 0.7 為邊坡崩坍之門檻值，因此建議折衷取  $k_{hy}/k_{hmax}=0.6$  為門檻值，可供快速判斷大區域邊坡受震崩坍。由數值方法探討時， $k_{hy}/k_{hmax}$  在超過 0.5 會有較明顯的放大效應，但由現地案例發現，幾乎無  $k_{hy}/k_{hmax}$  超過 0.5 的崩坍案例，故推論一般邊坡加速度放大效應可能並不如數值分析明顯，而使邊坡在  $k_{hy}/k_{hmax}$  超過 0.5 的崩坍案例並不多見。

#### 4.4. 改良滑動塊體法並應用於壩體受震分析

由於幾何形狀使壩體之放大效應會較一般邊坡顯著(岡本舜三, 1991)，另外，壩體邊坡重要性比一般的邊坡高出許多，因此，放大效應所造成的影響需加入滑動塊體法的考慮中，以防止滑動塊體法計算位移量偏低，

使分析偏向不安全。

本研究考量非均質、非線性之土壤特性、壩體幾何形狀及地震波特性和壩體動態反應分析模式，利用此一分析模式預測壩體加速度放大效應，求出壩體破壞面內的平均加速度，以此輸入滑動塊體法。為不使此一動態反應分析模式增加太多計算時間，以維持滑動塊體法計算速度快的優點，故本研究對剪力樑法加以改良來求得壩體內之平均加速度。求取加速度過程對壩體做以下假設：

1. 邊坡之幾何形狀考慮成無限長之梯形斷面，如圖 7 所示。
2. 只考慮剪力變形，且同一高程的側向變形或剪應變，皆為同一值，Gazetas(1987)以有限元素法說明除了在相當靠近壩面的位置外，此假設相當合理。
3. 坡體的剪力模數隨距頂部深度而遞增，其遞增之函數型式如圖 7 右半部所示， $G_b$  代表底層的剪力模數，單位重則整個坡體設為相同。
4. 土壤非線性行為採用等值線性法模擬，故剪力模數折減及阻尼比由剪應變值決定。
5. 在分析土石壩邊坡受震之加速度反應時，忽略上游水位所造成之影響。Chwang & Housener (1978)曾證明土石壩坡面一般而言相當平坦，故水位對壩體邊坡受震所造成的影響很小。

由以上之假設求得壩體受震之穩態解，分別求得壩內位置  $z$  加速度振幅與壩底加速度振幅比值即為加速度轉換函數 SA，以及壩內位置  $z$  應變振幅與壩底加速度振幅比值即為應變轉換函數 TSA，此兩個轉換函數只與  $\omega H/V_s, R, m, z/H$  四個無因次化參數有關，其中： $\omega$  為角頻率， $H$  為壩高， $R$  為壩體幾何形狀參數、 $m$  為剪力模數不均質參數、 $z$  為壩體內之位置。由 SA 及 TSA 再由以下步驟即可求得壩內任一位置之加速度：

1. 將邊坡切割成圖 8，給定一初始應變求取每一區域剪力模數、阻尼比，並求得第一次循環所需之平均剪力模數、平均阻尼比。
2. 將坡底加速度轉至頻率域，求取每一個頻率  $\omega$  之振幅。

3. 再由推導之 TSA( $z$  應變/坡底)，可求得頻率為  $\omega$  任一位置應變之振幅，再轉回時間域求得任一位置應變歷時。
4. 由應變歷時求得有效應變，再由剪力模數遞減及阻尼比曲線，求得每一個區域之剪力模數及阻尼比。
5. 由加權方式，配合 4 求得每一層之平均剪力模數及平均阻尼比，並迴歸重新求得下一階不均質參數  $m$ 。
6. 重覆 3~5 直到任一位置上一階有效應變與下一階有效應變誤差在允許範圍內。由最後收斂時之平均剪力模數、平均阻尼比、 $m$ ，再利用 TA 及壩底加速度振幅求得壩內之加速度

除了求取加速度外，本研究並針對壩體土壤強度不均質、非簡單邊坡狀重新推導滑移方程式，以供分析滑動面與壩面交點處之位移量。

#### 4.5. 分析模式加速度之驗證

本研究以鯉魚潭土石壩為驗證案例。鯉魚潭是近幾年設計完工，也是唯一具有相當完整地震監測紀錄的土石壩，且壩址離此次集集大地震的震央不遠，紀錄了相當豐富且寶貴的現地資料，因此本研究選定此一土石壩體為分析案例。

鯉魚潭土石壩壩高  $H$  為 96 公尺，屬於高壩，壩頂長  $L$  為 235 公尺，壩頂寬度約為 10 公尺，上游坡面坡度為 1:3(V:H)，下游坡面坡度則為 1:2.5(V:H)，由此約可推估壩體寬在底部約為 530 公尺，材料約可分成黏土心層、上游殼層、下游殼層。將壩體簡化為梯形柱狀，示意圖如圖 9，其中 T1~T5 為加速度紀錄儀，本研究取壩中央之壩頂 T2、壩面 T5 紀錄來驗證加速度，並以壩底 T4 為輸入加速度分析。而由於加速度紀錄儀 T4、T5 與 T2 不為同一組，因此其啟動時間不相同，故本研究採用交叉變異數(Cross Covariance)來對其加速度修正，才能進行比較。

輸入之分析參數可由壩體之土壤材料物理性質、土壤動力實驗、幾何形狀等求得，包括：壩底之剪力模數，黏土層為 343MPa，上游壩殼為 328MPa，下游壩殼 529Mpa，土壤之單位重取 20.6kN/m<sup>3</sup>，不均質參數  $m$  由於沒有現地量測資料，故採用 Abdel-Ghaffar & Scott(1979)所建議之值 1/3 來分析。在幾何

條件方面，則可參考圖 9 土石壩各分區的尺寸及坡度求出各部分比例、壩高  $H$  為 96 米、 $R$  值計算得 0.0189 當輸入值，而土壤動態性質方面，由 Ramberg-Osgood 模式(簡稱 R-O 模式)迴歸剪力模數遞減曲線及阻尼比曲線。

本文由大至小取 4 次地震來分析，如表 1 所示，而模式分析所得之 PGA 與現地量測之 PGA 值比較如表 2 所示，由表 2 可發現若以 R-O 模式迴歸實驗所得之阻尼比分析時，壩頂部分會有過度高估之情形。Abdel-Ghaffar & Scott (1979)曾認為以實驗室之阻尼比曲線分析時，會無法考慮幾何阻尼及材料尺寸之效應，因此由現地壩體震測結果反推阻尼比曲線建議如圖 10 所示。由 Abdel-Ghaffar & Scott (1979)建議之阻尼比曲線重新分析可得表 3。由表 3 發現，採用 Abdel-Ghaffar & Scott (1979)建議之阻尼比曲線分析，在加速度尖峰值預測上較之前計算結果為佳。

接著以 921 大地震為例，對本模式、實測值，並與 FLAC 之計算結果比對加速度歷時，如圖 11、圖 12 所示，可發現本模式之預測結果不錯，在地震波形或尖峰值都與實測值及 FLAC 數值軟體分析結果接近，但本模式計算的時間可較 FLAC 軟體快上數百倍，且亦可省去數值分析軟體建網格，及分析網格與頻率等限制。圖 13 為壩內各位置之 PGA 值對壩底 PGA 值正規化並對應壩體位置作圖，由圖 13 可發現，越接近壩頂加速度的放大效應越大，且隨著地震強度遞減(編號 1 最大，編號 4 最小)放大效應越大，此即土壤非線性所造成之影響。

#### 4.6.改良滑動塊體法求取壩體邊坡位移量及安全性評估

由前所提出之壩體動態分析模式，對鯉魚潭土石壩以 921 集集地震紀錄放大當成輸入地震，求取壩體各可能滑動破壞面之位移量，以評估壩體受震之安全性，以下將介紹分析之過程。

將分析所需之參數列表於表 4，分析破壞面及降伏加速度時，以有總應力參數分析；利用壩體動態反應模數求取加速度時，採用總應力參數分析。本研究以 921 地震之紀錄放大 4 倍當成設計地震，以評估鯉魚潭土石壩受震安全性。而在分析時將壩體由上

到下分成四等分，即距壩頂  $0\sim 1/4H$ 、 $1/4H\sim 2/4H$ 、 $2/4H\sim 3/4H$ 、 $3/4H\sim 4/4H$ ，於各區間搜尋抗滑安全係數最低，且其安全係數恰為 1 的臨界滑弧，分成四區間進行分析，因抗滑之降伏加速度大致呈現深層滑動較接近頂層的小型滑動小，但地震往往在頂層比深層滑動的平均加速度還要大，因此有必要將滑動位置由淺至深做有系統的檢討。將 4 個位置分析求得之降伏加速度列表於表 5 所示，由表 5 可發現降伏加速度在滑動面越淺會越大。接著，由壩體動態分析模式求得破壞面內之平均加速度，當成滑動塊體法之輸入加速度，並求得可能破壞面的位移量，如圖 14、15 所示，由圖中可看出位移量以下游  $3/4$  壩高處最大。

Hynes-Griffith & Franklin(1984)認為建造滾壓良好的土石壩體，可以承受 50 公分的位移而不崩毀，而本研究由現地崩坍案例反推一般邊坡 10 公分為位移量之臨界值。本研究建議可暫採用較折衷的 25 公分為判斷破壞之位移量臨界值，而日後若有新的現地壩體受震崩坍證據時，可再調整之。若以 25 公分為臨界值，由圖 14、15 發現，當在 4 倍 921 大地震作用下，只有下游  $3/4$  壩高處才會超過此一門檻值，而以下游  $3/4$  壩高位移量較早超過 25 公分，約在 29.3 秒時產生破壞，因此以下游  $3/4$  壩高為最可能破壞面。

接著以此模式來評估鯉魚潭土石壩所能承受之地表最大加速度，分別將 921 的地震加速度，放大到 PGA 為 450gal、500gal、及 700gal，並求得壩體各可能破壞面的位移量，將位移量與地表 PGA 作圖如圖 16、17 所示，由圖 16、17 可看出若以 25 公分為發生崩坍之臨界位移量，則上游面的邊坡到 0.7g 都不至於崩毀；而下游面的邊坡在距壩頂  $2/4$ 、 $3/4$ 、 $4/4$  壩體高度，分別在地表最大加速度為 0.6g、0.58g 及 0.62g 產生崩毀，故可推測若所受的地震超過 0.57g，則下游距壩頂  $3/4$  壩體高度處即會產生崩坍。

綜合前面之討論，鯉魚潭土石壩所能承受的地表最大加速度約為 0.58g。鯉魚潭的設